

# 消波ブロックの安定数に関する実験的・現地検証的研究

水流 正人\* ・ 関本 恒浩\*\* ・ 中山 晋一\*\*\*  
内海 博\*\*\*\* ・ 斉藤 知秀\*\*\*\*\*

本研究では太平洋側 A 港の主防波堤（上部斜面堤ケーソン）前面に部分的に投入された消波ブロック（アクロポッド 20.7 t 型）を対象として、水理模型実験・数値解析結果および消波ブロックの変形調査結果（実測被災度）の両面から消波ブロックの設計法の妥当性について検証を試みた。数値波動水路を用いて安定数に関する検討を行った結果、周期依存性が無視できないことが明らかになった。また、消波工が局在することに起因する波高増大効果をブシネスク方程式で評価した。これらの結果を踏まえて、ブロック設置期間の実測波浪・潮位データを用いた累積被災度の検討を行った結果、実験値から求まる安定数と概ね近い値が同定された。

## 1. はじめに

消波ブロックの安定性には、ブロックの種類や積み方、波の特性、被覆層下部の透水性、被害の程度など多くの要因が関連する。一般的に、安定数  $N_s$  値や  $K_b$  値などのブロック特性値は設計波条件を対象とした水理模型実験から求められるが、安定性に関連する多くの要因はこれらブロック特性値に含めて解釈されている。

水流ら (2001) は消波ブロックの被害の履歴を考慮できる高橋ら (1998) の方法に倣って、太平洋側の A 港防波堤 (図-1) で実施された消波ブロックの変形調査結果およびブロック設置期間の実測波浪・潮位データを用いて安定数  $N_s$  を推定し、実験結果との比較を試みている。設計波クラスの高波浪が来襲していないにも関わらず比較的著しく変形が生じている点が特徴的であり、実験結果から求めた安定数の妥当性は、現地検証的な観点からすると十分に解明されていない。

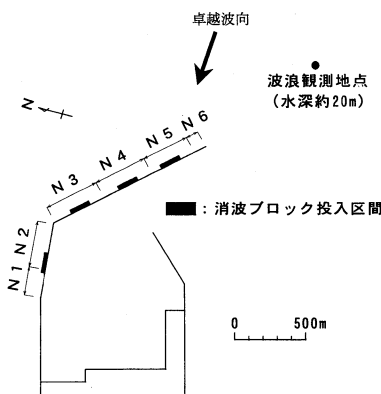


図-1 A 港平面図

そこで本研究では、上述した要因を解明するため、消波ブロックの変形調査をより詳細に実施するとともに、安定数算定式の周期依存性や消波ブロックの設置位置の平面的な効果などについて検討し、安定数算定式を現地へ適用した場合の設計法の妥当性について検証した。

## 2. 消波ブロック変形調査と実測被災度

### 2.1 消波ブロック変形調査

図-1 に示す 4 区間の消波ブロック（アクロポッド 20.7 t 型）は 1997 年 10 月～1998 年 2 月に設置された。2000 年 5 月に実施したブロックの変形調査は各投入範囲につき 1 測線という簡易な調査であったため、2001 年 5 月末にそれぞれの投入範囲で測線数を 6 つに増やした詳細な調査を実施した (図-2)。測線 No. は防波堤基部側から先端部に向かって No.1～No.6 と定義されている。代表的な断面として、N5 区間の測線 No.1, No.3, No.5 の変形調査結果を図-3 に示す。ブロックの設置期間はおおよそ 3 年半である。ここでは標準断面図と変形調査結果との差分が消波ブロックの設置期間における変形の履歴であると仮定して検討を進めることとする。

消波ブロックは 4 ケ所 (1 ケ所当たりの天端区間長は 105 m) に部分的に投入されているが、防波堤の先端に近いほど変形の程度が大きかった。これは、N5 区間の方が水深は深いため、大きな外力が作用したことが主要因であると判断される。また、各投入範囲内で比較すると、防波堤先端から最も遠い測線 No.1 (法肩部) の変形の程度が大きかった。これは、波向の卓越方向 (E～ESE) と

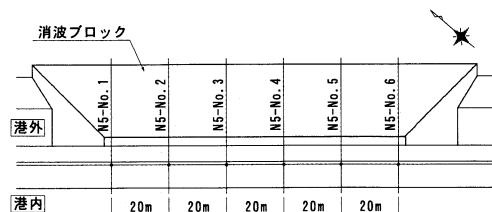
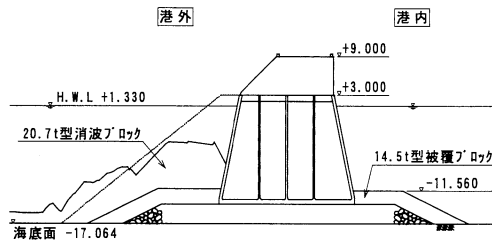
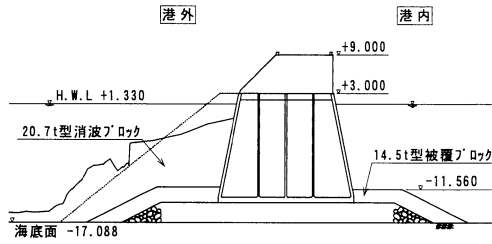


図-2 N5 区間変形調査平面図

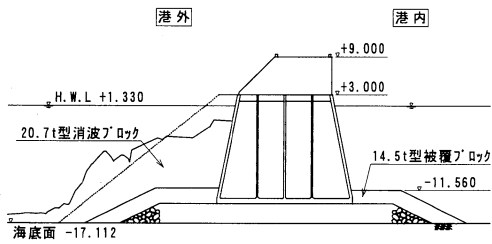
\* 正会員 五洋建設(株)土木設計部係長  
\*\* 正会員 工博 五洋建設(株)技術研究所課長  
\*\*\* 正会員 工修 五洋建設(株)土木設計部主任  
\*\*\*\* 正会員 工修 東北電力(株)土木建築部副長  
\*\*\*\*\* 正会員 工修 東北電力(株)土木建築部



(a) 北防波堤基部 (N5 - No. 1)



(b) 北防波堤基部 (N5 - No. 3)



(c) 北防波堤基部 (N5 - No. 5)

図-3 N5区間変形調査断面図

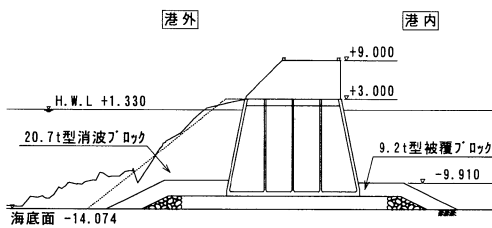


図-4 N3区間変形調査断面図 (N3-No. 3)

主防波堤の角度より、波や流れ（3次元的な乱れによるものも含む）が主防波堤の基部へ向かう方向へ転換されることに起因すると考えられる。このため、消波ブロックが連続して平坦に設置されたところは安定性が高く、法肩のように背後に押さえがないところは安定性が低くなるのではないと思われる。このような平面的な効果は、断面水槽での水理模型実験では考慮できない。

表-1 実測被災度の算定結果

被災度：No	N3	N4	N5
No. 1	0.91	3.25	6.74
標準部 (No. 2-6)	0.44	0.97	2.61

### 2.2 実測被災度

実測被災度の算定に当たっては、全測線の変形調査結果を平均して求めるのではなく、防波堤基部側の法肩に位置する測線 No.1 とそれ以外の測線 No.2~6 (標準部) の 2 断面に分けて考えることにした。

なお、現地の海底地盤は砂層厚の薄い岩盤であることから、法尻沈下が生じているとは考えにくい。N3 区間の測線 No.2~5 (代表的な断面として N3-No.3 を図-4 に示す) における変形状況と消波ブロックの大きさを考慮すると、重量不足による散乱はなく、消波ブロックがかみ合うことによる見かけ上の沈下のみが生じたものと判断される。N5 区間や N4 区間においては、見かけ上の沈下と重量不足による散乱が併発していると考えられるため、N3-No.2~5 の断面を参考に消波ブロックの全断面積に対する見かけ上の沈下の割合が等しいと仮定して、重量不足のみの実測被災度を試算したところ表-1 に示す結果が得られた。なお、消波ブロックの全断面積に対する見かけ上の沈下率は 2% 程度である。

### 2.3 ブロック設置期間の来襲波浪条件

A 港湾沖合の波浪観測地点における有義波高の経時変化を図-5 に示す。後の累積被災度の算定に用いることを目的として、欠測データのない時系列波浪データを作成するために、近隣の波浪観測地点と A 港湾沖合地点の来襲波浪特性の相関関係をエネルギー平衡方程式により求め、近隣の波浪データから推算した値で補完している。期間中、有義波高 4 m 以上の高波浪は 10 回来襲し、期間内の最大有義波高は 5.71 m (1999 年 10 月 28 日 2:00) であった。

## 3. 安定数算定式と安定数 $N_s$ の推定

### 3.1 水理模型実験結果に基づく安定数算定式

A 港防波堤に設置されたアクロポッドは、設計波条件

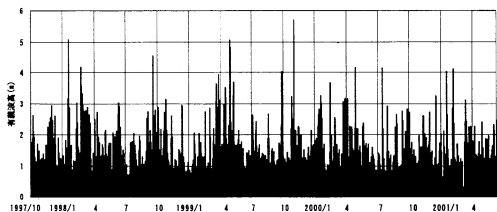


図-5 ブロック設置期間における有義波高の経時変化

に対する水理模型実験によって所要質量が設定されている。(1)式に示す高橋ら(1998)の安定数算定式に実験結果を当てはめると、ブロック特性値は $a=9.11$ ,  $b=2.82$ ,  $c=0.6$ と求められ、概ね良好に表されることが分かった。安定数の実験値と計算値の比率は0.993, 標準偏差は0.116であり、安定数 $N_s$ は3.38であった(図-6)。

$$N_s = \frac{H_{1/3}}{(S_r - 1)D_n} = C_H \{ a(N_0/N^{0.5})^c + b \} \dots\dots (1)$$

ここに、 $a$ ,  $b$ ,  $c$ は消波ブロックの種類(形状)や斜面勾配ごとに決まる定数、 $N_0$ は被災度、 $N$ は波数、 $C_H$ は碎波効果係数、 $S_r$ はブロックの水中比重、 $D_n$ はブロックの代表径である。高橋らは斜面勾配1:4/3のテトラポッドの場合、ブロック特性値は $a=2.32$ ,  $b=1.33$ ,  $c=0.2$ であることを実験結果から求めている。安定数が同じ場合、テトラポッドにくらべてアクロポッドの方が移動限界波高は大きい、それを超えると被害の進行が著しくなるという傾向をブロック特性値から読みとることができる。また、(2)式に示す鹿島ら(1993)の提案式に当てはめたところ、 $a=17$ ,  $b=0.185$ と同定され、これについても概ね良好に表現できることが分かった。安定数の実験値と計算値の比率は1.058, 標準偏差は0.157であり、

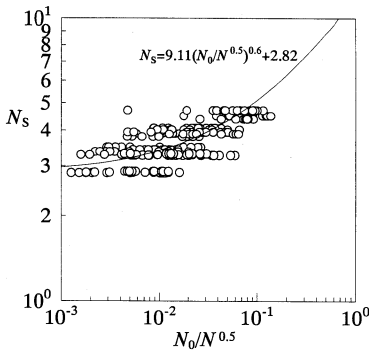


図-6 安定数と被災度の関係(高橋らの式形)

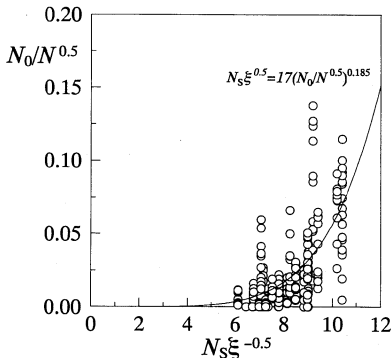


図-7 安定数と被災度の関係(鹿島らの式形)

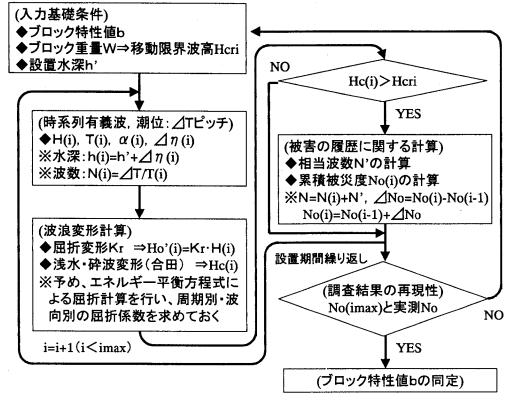


図-8 調査結果に基づく安定数 $N_s$ の推定フロー

安定数 $N_s$ は3.00であった(図-7)。

$$N_s = a(N_0/N^{0.5})^b \xi^{-0.5} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\xi$ は surf similarity パラメタである。鹿島らは斜面勾配1:4/3のテトラポッドの場合、ブロック特性値は $a=8.5$ ,  $b=0.16$ であることを実験結果から求めている。

以上のように、設計波に近い条件ではどちらの算定式も適用性が高いと言える。後に $\xi$ をパラメタとした周期依存性の確認を行うため、以降では式中に $\xi$ が含まれていない高橋らの安定数算定式を用いて検討を進める。

3.2 実測被災度に基づく安定数の推定

安定数 $N_s$ の推定は図-8に示す高橋ら(1998)の方法で行うこととする。また、入力条件である波浪・潮位は、ブロック設置期間の実測データを用いることとし、その条件が観測ピッチである2時間継続すると仮定した(波数 $N$ は7200秒÷周期)。A港湾沖合の波浪観測地点から堤体位置への波高換算は、エネルギー平衡方程式による計算結果から周期・波向別の屈折係数を予め算出しておき、変換された換算沖波波高から合田の浅水・碎波変形モデルにより堤体位置での進行波高を求めた。この外力条件に基づき、 $N_5$ 区間標準部の実測被災度と等しくなる安定数をパラメタ・スタディで求めたところ、 $N_s=1.4$ が得られた。同定された値は実験値やメーカー・カタログ値と比較してかなり小さい値である。

4. 数値波動水路を用いた安定数の周期依存性の検討

Bruunら(1976)やSawaragiら(1983)は、波の斜面上の up-rush と down-rush による共振現象によって、最大水粒子速度 $u_{max}$ が急激に増加し、被覆材に作用する波力が急増すると指摘している。Sawaragiら(1983)は共振現象が surf similarity パラメタ $\xi$ によって左右され、 $2 < \xi < 3$ の領域で生じていると述べている。これは、ハドソン式の基礎となっている仮定、 $u_{max}/\sqrt{gH} = \text{一定}$ を覆

すものであり、波の周期性の影響が考慮されなければならない。そこで本検討では、数値波動水路 (CADMAS-SURF) を用いて周期依存性の検討を行った。

4.1 計算条件

計算領域は、実施した水理模型実験を勘案し、水平方向に 1200 m、鉛直方向に 50 m とした (水平方向格子間隔:  $\Delta x=1.0$  m、鉛直方向格子間隔:  $\Delta z=0.25$  m)。また、造波位置および堤体設置位置についても、実験と一致させている。計算ケースは表-2 に示すように、波高と周期の影響を確認するため、通常波浪に相当する 6 ケースと設計波に相当する 3 ケースを設定した。さらに、構造物の形状による影響について確認するため、堤体に斜面型の上部工がある場合とない場合のケースを設定した (図-9)。なお、流速の差分スキームは DONOR-0.2 とし、固定面の流速・圧力の境界条件は slip としている。また、堤体前面に設置した消波ブロックの諸元は、榊山・今井 (1996) に倣って消波工の空隙率を 0.5 で一定とし、慣性力係数  $C_M$  は 1.5、抗力係数  $C_D$  は 0.9 とした。

4.2 計算結果

図-10 に surf similarity パラメタ  $\xi$  と無次元化した斜面流速  $u_{max}/\sqrt{gH}$  の関係を示す。斜面の上部工の有無については、ほとんど有意な差は認められなかった。しかしながら、up-rush の無次元流速には明確な周期依存性が認められ、本検討においては  $\xi=4$  をピークに共振現象が生じることが確認できた。 $\xi>4$  の領域では無次元流速が  $u_{max}/\sqrt{gH}=2.85\xi^{-0.85}$  なる関係式で概ね表される。Sawaragi ら (1983) によると、捨石堤を対象にした

表-2 計算ケース一覧

ケース	波高 $H$ (m)	周期 $T$ (s)	$\xi$	上部工
case 1	4.0	6.0	3.06	なし
case 2	4.0	8.0	4.05	
case 3	4.0	9.0	4.51	
case 4	4.0	10.0	4.97	あり
case 5	4.0	12.0	5.88	
case 6	4.0	16.0	7.68	
case 7	10.0	13.0	4.24	
case 8	10.0	16.0	5.09	
case 9	10.0	19.0	5.94	

\*  $H$  (m) は造波板位置での波高

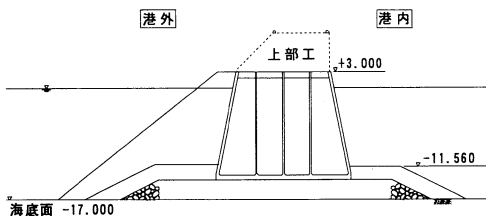


図-9 堤体モデル

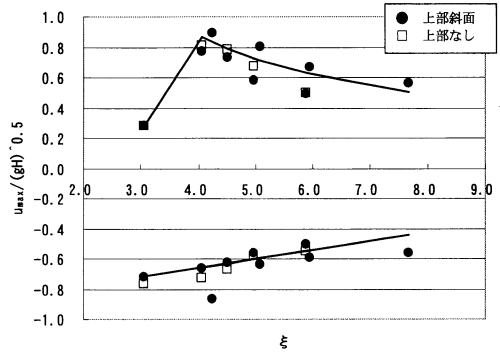


図-10 surf similarity パラメタ  $\xi$  と無次元化した斜面流速の関係

実験では無次元流速のピークが 1.4 程度であるが、本検討では 0.85 程度とやや小さい値となった。これは堤体の構造や斜面勾配などの違いによるものと考えられる。一方、down-rush については up-rush ほど明確な周期依存性は認められなかった。

以上の検討結果より、設計波級の高波浪が来襲しなくとも消波ブロックの重量不足による散乱が生じる可能性があるかと判断される。なお、本検討で得られた  $\xi$  と無次元流速の関係は、後の累積被災度の計算で用いる波高に割増すことで反映させることとする。

5. ブシネスク方程式による平面波浪場の評価

3.2 で用いた平面波浪場は屈折、浅水・碎波変形のみが扱われ、回折散乱波による波高増大効果は考慮されていない。また、消波ブロックが局在することによる波の集中効果や周辺非被覆部の反射波による波の増大効果といった不安定性増大要因が考慮されていない。そこで、ここでは上述した要因を取り入れた換算進行波を算定するために、浅水・屈折・回折・反射といった波浪変形が非線形性を考慮して計算できるブシネスク方程式 (金山ら, 1994) を用いて平面波浪場の計算を行った。

5.1 計算条件

計算領域は港湾エリアを含んだ東西方向 241 格子×南北方向 251 格子 (格子間隔 10 m×10 m) であり、計算結果の抽出点は防波堤前面の堤頭部から N4 区間を含む 35 点とした。計算に用いた波浪条件は通常波浪を想定し、有義波高 3.0 m、周期 10.0 s、波向 ENE, E, ESE の 3 方向、方向集中度  $S_{max}=25$  と設定した。なお、防波堤沿いに消波工が局在する現地の条件と消波工がない仮定の条件の 2 通りについて計算を行った。

5.2 計算結果

ブシネスク方程式の計算結果の代表例として、波向 ESE における防波堤前面の波高分布を図-11 に示す。こ

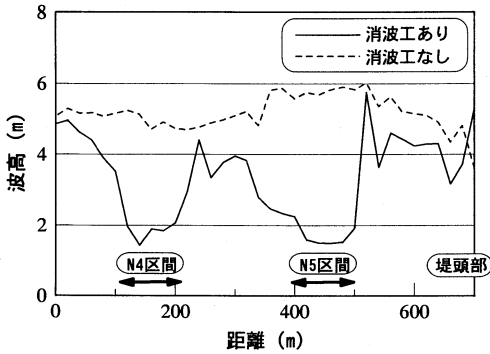
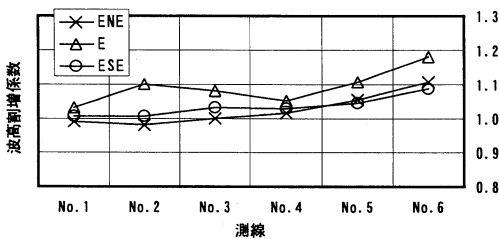


図-11 防波堤前面の波高分布 (波向 ESE)

回折散乱波による波の増大 (N5区間)



消波工局在による波の増大 (N5区間)

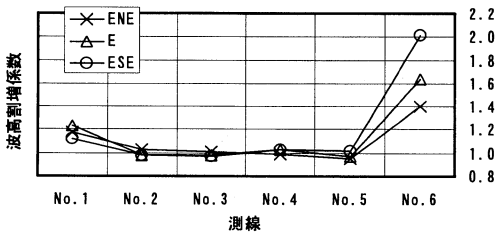


図-12 消波工の平面配置に起因する波の増大

これらの計算結果と先に実施したエネルギー平衡方程式による計算結果を比較することで、消波工なしのケースから回折散乱波による波高増大効果が抽出できる。また、消波工ありのケースから消波ブロックが局在することによる波の増大効果を抽出することが可能となる。

図-12はN5区間の各測線別における回折散乱波と消波工局在による波の増大効果を示している。回折散乱波による波高増大率は0~20%程度で防波堤先端に近いほど大きい値を示している。消波工局在による波高増大率は消波工の両端部で大きく、特に防波堤先端側では40~100%の値を示している。波向別では防波堤に対して、より斜めから入射する波向ESEの増大率が大きい。

## 6. 周期依存性と消波工設置位置の平面的効果を考慮した安定数の推定

以上の検討結果を踏まえて、周期依存性および消波工設置位置の平面的な効果による波高増大は、エネルギー平衡方程式から換算された進行波に、それぞれ波高割増係数を乗じることで考慮する。

周期依存性については、堤体位置での波浪条件から $\xi$ を経時的に算出し、up-rushの無次元流速比率を二乗した波高割増係数を乗じることで考慮する。また、消波工の平面配置に起因する波高割増係数 $\alpha$ は、図-12の關係を用いて標準部に対して平均すると、ENEのとき $\alpha=1.06$ 、Eのとき $\alpha=1.13$ 、波向ESEのとき $\alpha=1.06$ と試算される。このようにして割増された外力条件に基づき、実測被災度と等しくなる安定数をパラメタ・スタディで求めたところ、 $N_s=3.43$  (実験値3.38) が得られた。

## 7. おわりに

水理模型実験結果および変形調査結果を基本とし、不足する検討を数値解析で補うことにより、消波ブロックの設計法の妥当性について検証した。設計波級の高波浪が来襲していないにも関わらず比較的著しい変形が生じた理由として、ブロックの安定性には周期依存性が無視できないこと、ブロックが局在することに起因する波の増大が主要因であることが分かった。法肩に位置する測線No.1での顕著な変形は堤頭部と同様な発生要因であると思われるが、今回の検討では重量の割増率など定量的な評価が出来なかった。今後の課題と考える。

## 参考文献

- 鹿島遼一・榊山 勉・清水琢三・関本恒浩・国栖広志・京谷 修 (1993): 不規則波に対する消波ブロック被覆工の変形量評価式について, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 795-799.
- 金山 進・清水琢三・磯部雅彦 (1994): プシネスク方程式を用いたサーフビート・水位上昇の平面二次元計算, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 61-65.
- 榊山 勉・今井澄雄 (1996): 消波護岸の越波に関する数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 696-700.
- 高橋重雄・半沢 稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内潔・高山知司・谷本勝利 (1998): 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量-消波ブロック被覆堤の設計法の再検討, 第一報一, 港研報告, 第37巻, 第1号, pp. 3-32.
- 水流正人・中野正之・内海 博・斉藤知秀・佐々木大輔 (2001): 消波ブロックの変形調査結果に基づく安定数 $N_s$ の推定, 第56回年講概要集, p. II-36.
- Bruun, P. and A. R. Gunbak (1976): Hydraulic and friction parameters affecting the stability of rubble mounds, PIANC Bull., 24 pp. 33-46.
- Sawaragi, T., K. Iwata and C. Ryu (1983): Consideration of the destruction mechanism of rubble mound breakwaters due to the resonance phenomenon, 8th Int. Harbor Congress, pp. 3.197-3.208.